

強大地震動作用時の道路橋の地震応答と 耐震性に関する解析的検討

片岡正次郎¹・金子正洋²・松本幸司³

¹正会員 博（工） 国土技術政策総合研究所国土防災研究室 主任研究官（〒305-0804 つくば市旭1）

²正会員 工修（独）土木研究所地質・地盤研究グループ 上席研究員（〒305-8516 つくば市南原1-6）

³正会員 国土技術政策総合研究所国土防災研究室長（〒305-0804 つくば市旭1）

1. はじめに

内閣府による南海トラフ巨大地震を想定した地表震度分布では、中部から九州地方に至る広い範囲の一部地域で震度7が予測されている¹⁾。震源域の大きさや陸地との距離を考慮すると、万一の発生時には2011年東北地方太平洋沖地震と同等以上に振幅が大きく継続時間も長い強震動にみまわれることが懸念される。

鉄筋コンクリート橋脚を有する道路橋にこのような強震動が作用した場合、耐震性能3の限界状態までは安定した荷重-変位履歴ループを描きエネルギー吸収がなされるものの、ポストピーク後は繰返し载荷による耐力の低下やピンチングが現れ^{2), 3)}挙動が不安定になり、深刻な被害に至るおそれもある。

しかしながら、レベル2地震動を超える強大地震動が作用した場合の道路橋の地震応答や耐震性について必ずしも十分な検討は行われてきていない。本稿では、通常用いられるTakedaモデル⁴⁾に加え、鉄筋コンクリート部材を対象に提案されているポストピーク挙動を考慮した非線形履歴モデル（星隈・運上²⁾のモデルと野上ほか³⁾のモデル）を用いて、レベル2地震動を超える強大地震動が作用した場合の道路橋の地震応答解析を実施した結果を報告する。

2. 検討対象のモデル化と入力地震動

(1) 対象とする道路橋

検討対象とする道路橋の鉄筋コンクリート橋脚は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾による耐震性能照査（動的照査）を最小限満たすものとし、レベ

ル2地震動の1～2倍の地震動を入力する地震応答解析により得られた結果（応答履歴、最大応答塑性率、残留変位、履歴吸収エネルギー）を比較する。

鉄筋コンクリート橋脚を有する一般的な道路橋として、設計計算例⁶⁾に示されている5径間連続非合成鋼桁橋の設計対象橋脚（P1橋脚）を対象に、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤上の鉄筋コンクリート橋脚として計3基を設計した。支承と基礎の条件は、Ⅰ種地盤上の道路橋モデル（以下、Ⅰ種モデル）は積層ゴム支承と直接基礎、Ⅱ種地盤上の道路橋モデル（Ⅱ種モデル）は免震支承と場所打ち杭基礎、Ⅲ種地盤上の道路橋モデル（Ⅲ種モデル）は固定支承と場所打ち杭基礎を用いた構造とした。橋脚の高さはいずれも10mである。

(2) 入力地震動

入力地震動は道路橋示方書・同解説V耐震設計編の動的解析に用いるレベル2地震動の加速度波形⁵⁾を基本に、タイプⅠ地震動は振幅を1, 1.25, 1.5, 1.75, 2倍、タイプⅡ地震動は1, 2倍とした。したがって、タイプⅠ地震動は（振幅5ケース）×（地盤種別ごとの3波形）の15波形、タイプⅡ地震動は（振幅2ケース）×（地盤種別ごとの3波形）の6波形、計21波形を同一解析モデルへの入力地震動とした。

(3) 動的解析モデル

動的解析モデルは、橋脚基部の塑性ヒンジ長の部分のみ曲げモーメント-曲率関係を考慮した非線形はり要素とし、それより上の部分はコンクリートの全断面を有効とした剛性の線形はり要素、横梁とフーチングは剛な線形はり要素でモデル化した。固有周期はⅠ種モデルが1.19s、Ⅱ種モデルは免震支承の

初期剛性と等価剛性でそれぞれ0.77sと1.18s、Ⅲ種モデルは0.76sとなった。減衰は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編⁵⁾の標準値(表-解7.3.1)に従い、橋脚0.02、積層ゴム支承0.03、免震ゴム支承とゴム支承および支承の鉛直バネは0、直接基礎0.1、杭基礎0.2、剛部材0とした。ひずみエネルギー比例法によりモード減衰定数を求めて粘性減衰マトリクスをモデル化し、部材別Rayleigh減衰を用いて免震支承や剛部材は粘性減衰力が働かないものとした。

(4) 非線形履歴モデル

Takedaモデルについては通常設定されるとおり、一次剛性に対する二次剛性の比 $\eta=10^{-5}$ 、除荷時剛性低下指数 $\alpha=0.5$ を用いた⁷⁾。

星隈・運上のモデル²⁾では、ピンチング挙動のパラメータ γ を設定する必要がある。ここでは軸方向鉄筋が座屈しかぶりコンクリートの剥落が生じ始める段階に相当する $\gamma=0.5$ ²⁾を用い、耐震性能3の限界変位に達した後にピンチングが生じるものとした。

野上ほかのモデル³⁾では、繰返しによる耐力低下の度合いを定める剛性低下係数 χ_I 、 χ_{II} を設定する必要がある。論文では $\chi_I=0.02$ とし、 χ_{II} は次式から引張鉄筋比 p_t と帯鉄筋比 p_w により評価することが提案されている³⁾。

$$\chi_{II} = 0.57p_t \exp(-1.3p_w) \quad (1)$$

道路橋の鉄筋コンクリート橋脚に対する式(1)の適用性を、土木研究所で過去に実施された曲げ破壊型の矩形鉄筋コンクリート橋脚28基に対する正負交番繰返し載荷実験⁸⁾の結果をもとに検討した。

まず実験で得られた水平力-水平変位関係から載荷変位ごとの最大変位点等を抽出し、履歴曲線をモデル化した。実験供試体No.7の場合を例として図-1に示す。この供試体は、断面寸法および鉄筋比や軸応力からみて、道路橋の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を検討する上で適当と考えて選定した。

次に、得られた繰返しのループごとに次式³⁾より剛性低下係数 χ_I 、 χ_{II} を算出した。

$$d_n = d_p + (d_{\max} - d_{\min}) \chi \quad (2)$$

ここで、 d_n は今回の指向点、 d_p は前回の同方向の指向点、 $d_{\max}$ は同方向の折返し点、 $d_{\min}$ は反対方向の折返し点の変位である。

剛性低下係数 χ_I と χ_{II} の境界は、実験で得られている耐震性能3の限界状態に相当する載荷変位⁸⁾時とした。係数を算出した結果の例を図-2に示す。耐震性能3の限界状態までは剛性低下係数は小さな値をとり平均値は $\chi_I=0.02$ 、それを超えると変位振幅に応じて大きくなるが平均値をとると $\chi_{II}=0.13$ である。

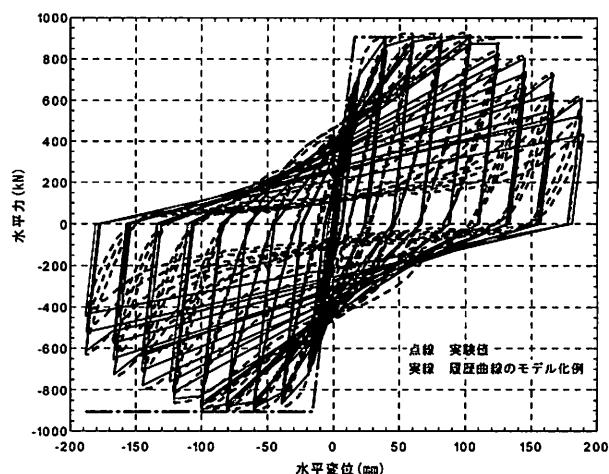


図-1 剛性低下係数の算出に用いた履歴曲線のモデル化例(実験供試体 No.7)

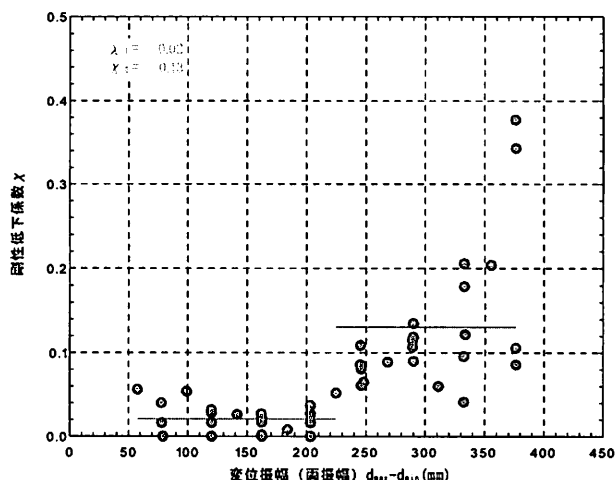


図-2 剛性低下係数の算出(実験供試体 No.7)

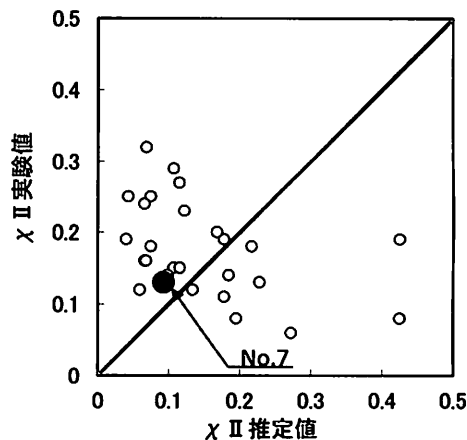


図-3 剛性低下係数 χ_{II} の式(1)による推定値と実験結果から算出した値との比較

このようにして28基の供試体の実験結果から得られた剛性低下係数を平均すると、 $\chi_I=0.03$ 、 $\chi_{II}=0.17$ となった。式(1)から得られる χ_{II} の推定値と実験結果から算出した値を比較したものが図-3であるが、両者はあまり一致していない。引張り鉄筋比や帯鉄筋比との関係を見ても、実験結果から算出した χ_{II} とは文献³⁾のような相関が見られなかった。ただし、図-

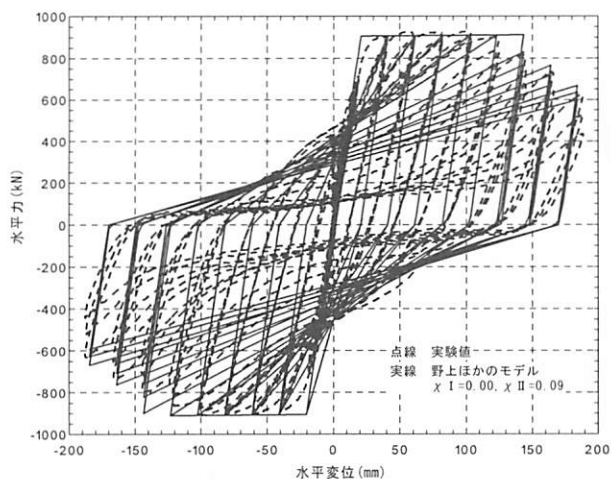


図-4 正負交番载荷実験で得られた履歴曲線と野上ほかのモデルの比較例（実験供試体 No.7）

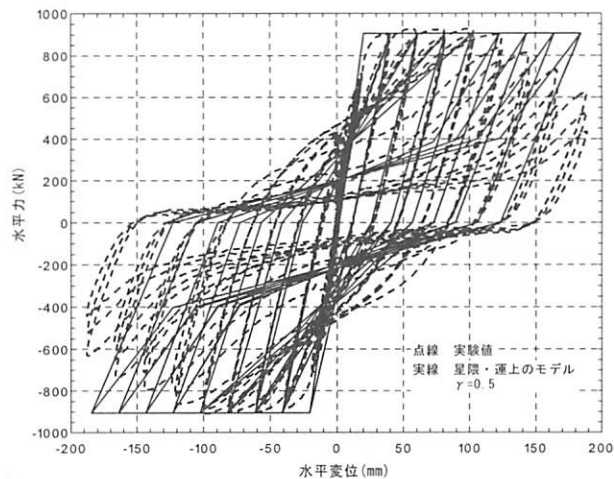


図-5 正負交番载荷実験で得られた履歴曲線と星隈・運上のモデルの比較例（実験供試体 No.7）

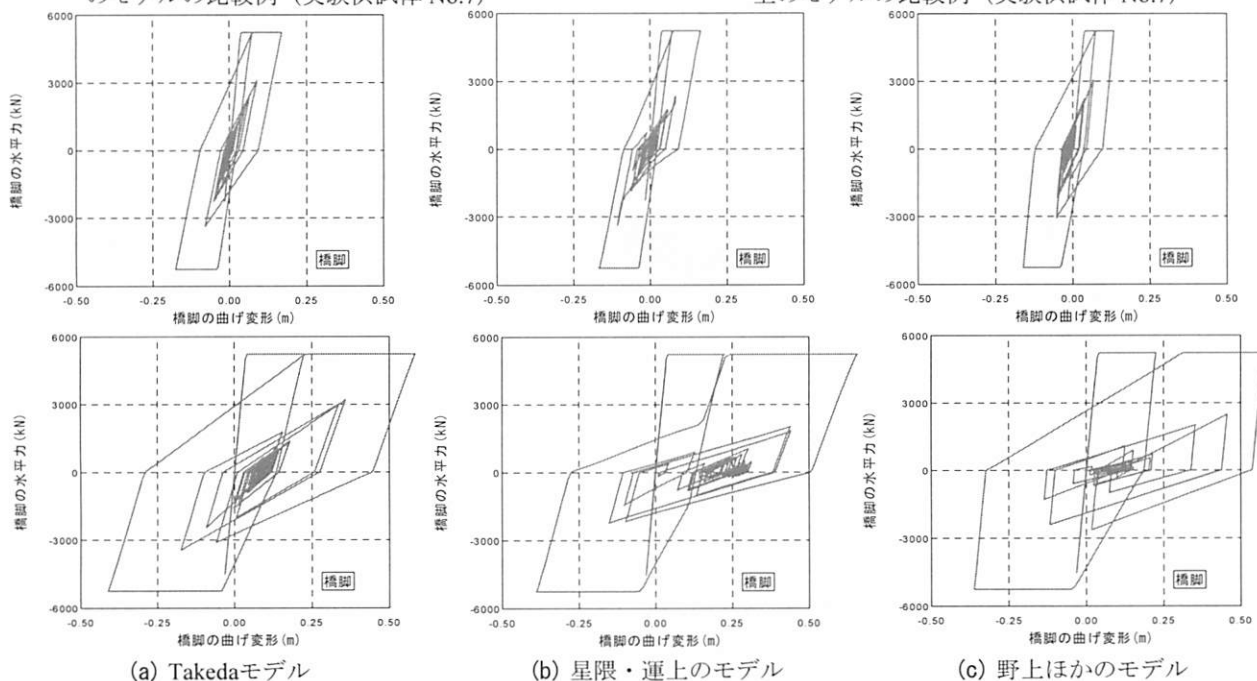


図-6 レベル2地震動（タイプⅡ）の加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1（上から1,2倍）を入力した場合の応答履歴

3に示すように、基本となる実験供試体No.7については実験の平均値0.13に対して推定値0.09と、式(1)である程度は χ_{II} を推定することができている。

以上のことから、ここでは χ_I は簡単のため0とし、 χ_{II} は式(1)から算出することとした。Ⅰ種モデル、Ⅱ種モデル、Ⅲ種モデルの鉄筋コンクリート橋脚について、式(1)から推定される χ_{II} はそれぞれ0.16, 0.06, 0.15となる。実験供試体No.7の正負交番载荷実験で得られた履歴曲線を野上ほかのモデル（ $\chi_I=0$, $\chi_{II}=0.09$ ）でシミュレーションした結果を図-4に示す。ピンチング挙動は再現されていないものの、繰返し载荷に伴う耐力の低下は比較的良く表されていることがわかる。

同様に骨格曲線を完全弾塑性型とした星隈・運上のモデル（ $\gamma=0.5$ ）によるシミュレーション結果を

図-5に示す。このモデルで変形の増加に伴う耐力の低下を表現するには骨格曲線の最終勾配を負にする必要があるが、負勾配を用いると計算の安定性に問題を生じやすいことから、ここでは完全弾塑性型とした。そのため最大耐力の低下は発生していないが、ピンチング挙動が現れるモデルになっている。

3. 非線形動的解析結果の例

橋脚の変形に着目すると、固定支承のため橋脚のみでエネルギー吸収が生じるⅢ種モデルで塑性率や残留変位が大きくなる傾向があったことから、以下ではⅢ種モデルの結果を示す。

Ⅲ種モデルにレベル2地震動（タイプⅡ）の加速

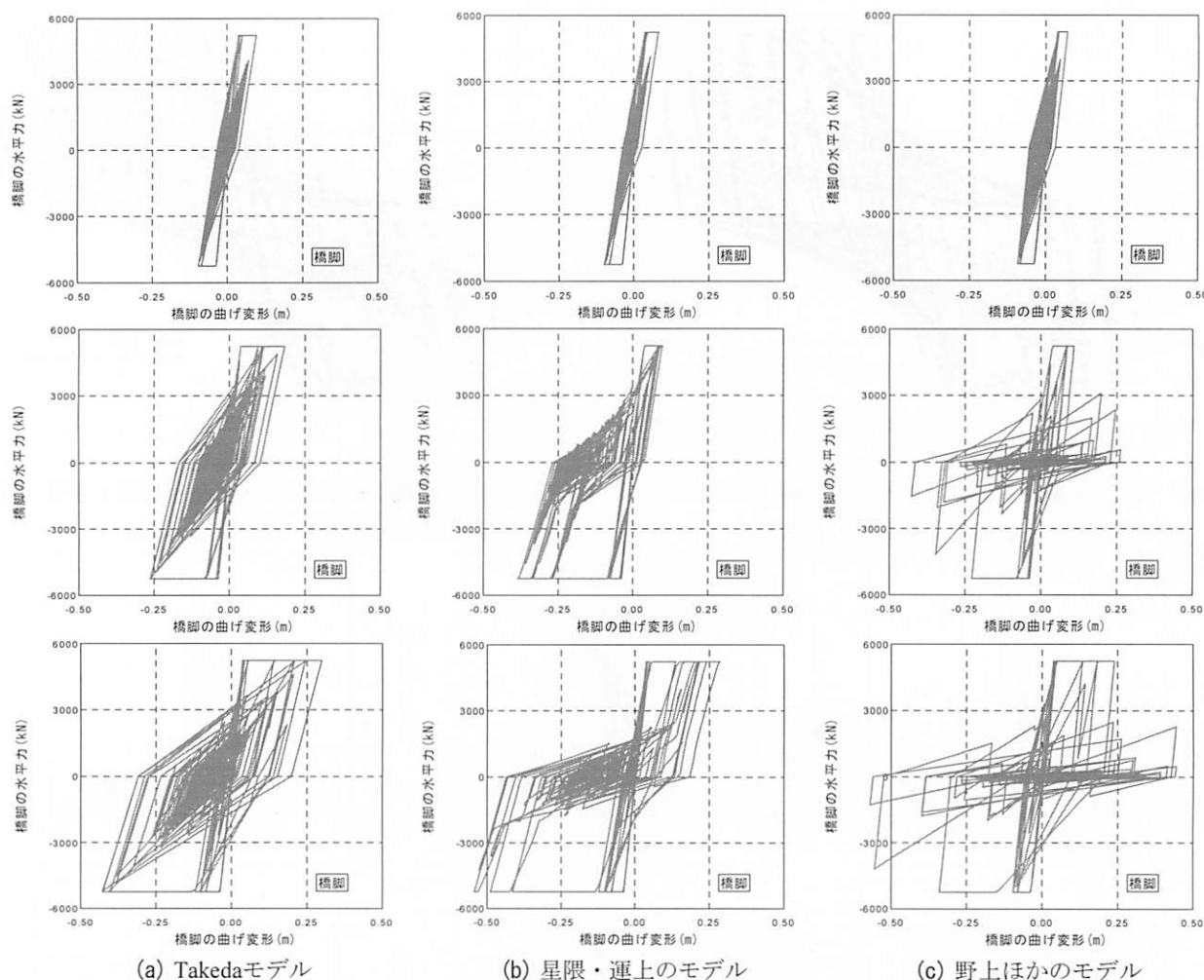


図-7 レベル2地震動（タイプI）の加速度波形I-III-1（上から1, 1.5, 2倍）を入力した場合の応答履歴

度波形II-III-1およびその振幅を2倍して入力した場合の橋脚の応答履歴を比較したものが図-6である。加速度波形II-III-1は1995年兵庫県南部地震の東神戸大橋周辺地盤上の記録をもとにした主要動が10s程度の波形であり、振幅を2倍してもあまりモデルによる違いは明確ではない。振幅を2倍したとき、残留変位はTakeda, 運上・星隈, 野上ほかのモデルの順に0.10, 0.30, 0.11mと、運上・星隈のモデルでやや大きな値となるが、曲げ変形の最大値は0.58, 0.66, 0.58m（塑性率15.6, 17.5, 15.3）と大きな違いはない。

レベル2地震動（タイプI）の加速度波形I-III-1およびその振幅を1.5倍, 2倍して入力した場合の橋脚の応答履歴を図-7に示す。加速度波形I-III-1は2003年十勝沖地震の大樹町生花観測点の記録をもとにしたものであり、主要動は40s程度で60sほどの後続波を有する。振幅を1.5, 2倍した場合には履歴モデルによって応答履歴にかなりの差が生じている。振幅を2倍したとき、残留変位は順に0.07, 0.14, 0.10m, 曲げ変形の最大値は0.43, 0.54, 0.57m（塑性率11.4, 14.5, 15.2）とTakedaモデルがやや小さい。

レベル2地震動（タイプI）の加速度波形I-III-2およびその振幅を1.5倍, 2倍して入力した場合の橋脚の応答履歴を図-8に示す。加速度波形I-III-2は2011年東北地方太平洋沖地震の山崎震動観測所地盤上の記録をもとにしたものであり、40s程度の2つの主要動と80sほどの後続波を有する継続時間の長い波形である。振幅を1.5, 2倍した場合には図-7と同様、履歴モデルによって応答履歴にかなりの差が生じている。振幅を2倍したとき、残留変位は順に0.04, 0.33, 0.27m, 曲げ変形の最大値は0.38, 0.52, 1.00m（塑性率10.2, 13.8, 26.6）となり、星隈・運上と野上ほかのモデルではTakedaモデルよりも大きな残留変位や塑性率になった。

図-7と図-8は、加速度応答スペクトルがほぼ同じ入力地震動を用いた結果を示したものであるが、主要動が2つあり継続時間がより長い加速度波形I-III-2の方が、星隈・運上のモデルや野上ほかのモデルを用いた結果とTakedaモデルの結果との違いが大きくなった。

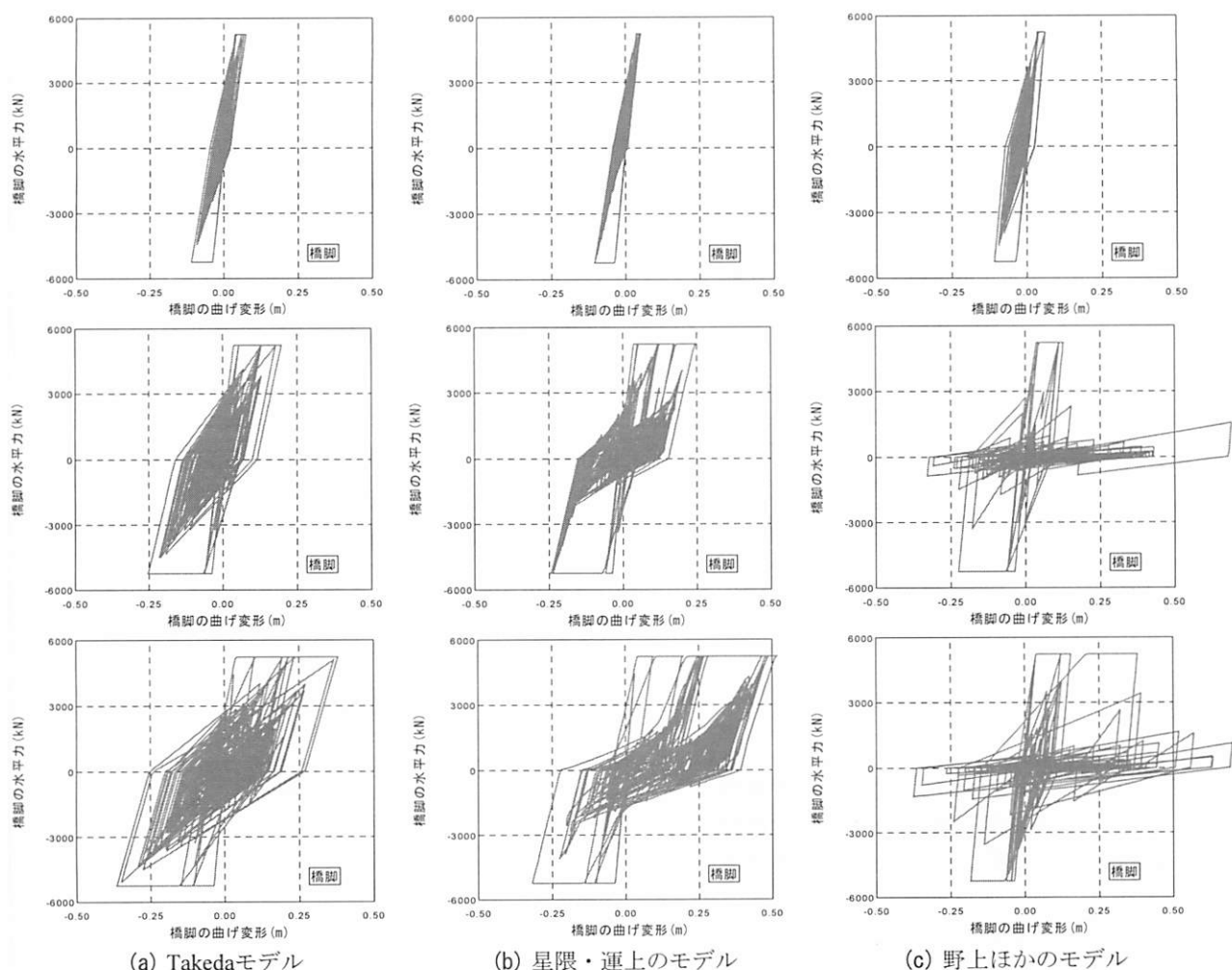


図-8 レベル2地震動（タイプI）の加速度波形I-III-2（上から1, 1.5, 2倍）を入力した場合の応答履歴

4. 耐震性評価指標の比較

図-9, 図-10, 図-11はそれぞれ, III種モデルの解析結果から得られた残留変位, 最大応答塑性率, 履歴吸収エネルギーを比較したものである. ピンチング挙動や耐力低下を考慮したモデルの結果を, 通常良く用いられるTakedaモデルと比較して示している. 図-10と図-11の凡例は図-9と共通である.

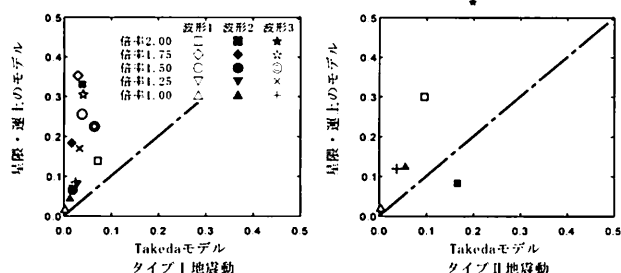
残留変位を見ると, 星限・運上や野上ほかのモデルでTakedaモデルよりも大きくなるケースが多い. 継続時間の長いタイプI地震動でその傾向が顕著であり, 特に野上ほかのモデルでは2つの主要動がある波形I-III-2で残留変位がTakedaモデルよりも大幅に大きくなっている.

最大応答塑性率はタイプII地震動についてはモデル間の差がほとんどない一方で, タイプI地震動では星限・運上や野上ほかのモデルでTakedaモデルよりも大きくなるケースが見られる. ここでも野上ほかのモデルでは波形I-III-2の影響が大きく, 時刻歴で見ると最初の主要動で大きな水平力を受けて塑性化した橋脚が2番目の主要動で大きく変形している.

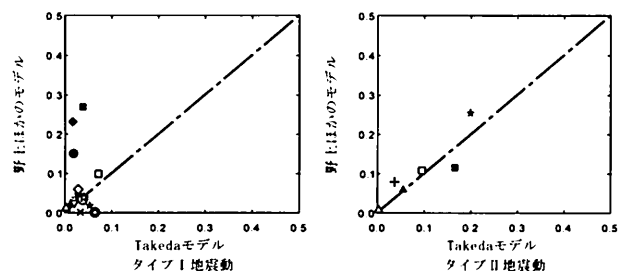
星限・運上のモデルでも同様の経過を辿るが, ピンチング挙動の影響もあり, 野上ほかのモデルほど波形I-III-2の影響は目立っていない.

履歴吸収エネルギーは塑性率と裏返しのような関係になっており, タイプI地震動で加速度倍率を大きくした場合にTakedaモデルよりも小さくなる傾向が見られる. 応答振幅が大きい領域ではピンチングや耐力低下を考慮した場合の方が1ループ当たりの履歴吸収エネルギーは小さくなり, 吸収されなかったエネルギーによる変形が進むことになる.

III種モデルの固有周期0.76sでのレベル2地震動の標準加速度応答スペクトルは, タイプII (1500gal)の方がタイプI (1200gal)よりも大きい, とともに振幅を2倍したケースと比較しても, 非線形履歴モデルや波形によってはタイプIの方が残留変位や塑性率が大きい場合があることがわかる. ただし, 繰返し載荷の影響をみるため累積塑性変形倍率を算出した⁹⁾ところ, タイプIIの方がやや大きくなった. 鉄筋コンクリート橋脚への繰返し載荷の影響を測る指標としての累積塑性変形倍率の妥当性や許容値等については, 今後検討が必要と考えられる.



(a) Takeda モデルと星限・運上のモデルの比較



(b) Takeda モデルと野上ほかのモデルの比較

図-9 III種モデルの残留変位 (m) の比較

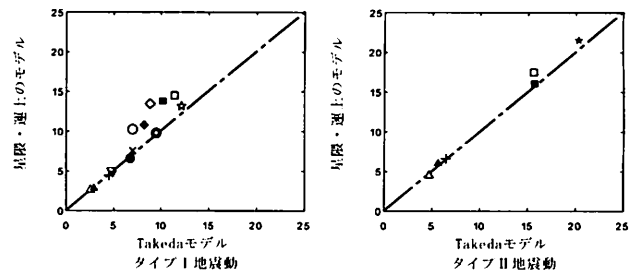
5. まとめ

ピンチング挙動や耐力低下を考慮した非線形モデルを用いると、継続時間が長いタイプ I 地震動に対して、Takedaモデルを用いた場合よりも塑性率や残留変位が大きく、履歴吸収エネルギーは小さくなる傾向があり、繰返し载荷の影響が見られる。また、振幅特性が同じでも位相特性が異なる入力地震動に対しては影響度合いに差異が見られ、特に野上ほかのモデルを用いた場合、2つの主要動を有する波形の影響が大きくなった。

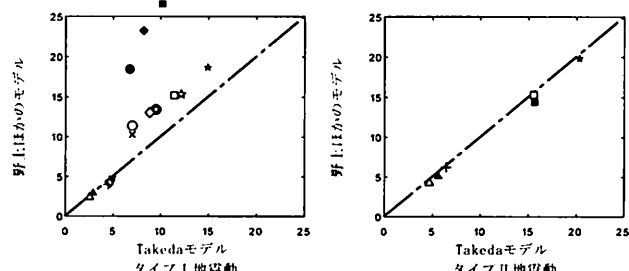
謝辞：本研究で使用した鉄筋コンクリート橋脚の正負交番载荷実験のデータは、(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループより提供いただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告），2012。
- 2) 星限順一，運上茂樹：ポストピーク挙動を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 997-1000, 2001。
- 3) 野上雄太，室野剛隆，佐藤勉：繰返しによる耐力低下を考慮したRC部材の履歴モデルの開発，鉄道総研報告，Vol. 22, No. 3, pp. 17-22, 2008。
- 4) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, ASCE J. Struct. Div., Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970。

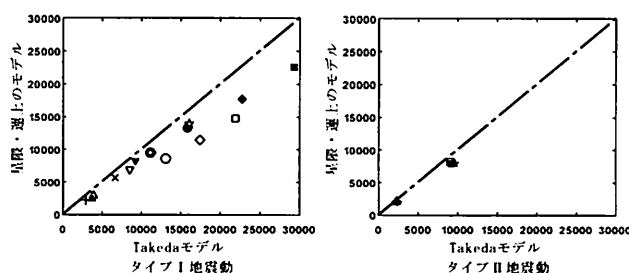


(a) Takeda モデルと星限・運上のモデルの比較

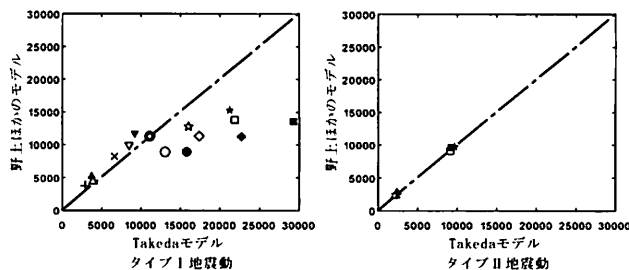


(b) Takeda モデルと野上ほかのモデルの比較

図-10 III種モデルの最大応答塑性率の比較



(a) Takeda モデルと星限・運上のモデルの比較



(b) Takeda モデルと野上ほかのモデルの比較

図-11 III種モデルの履歴吸収エネルギー (kN・m) の比較

- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012。
- 6) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。
- 7) 日本道路協会：動的解析に関する資料，道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002。
- 8) 星限順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4262号，2013。
- 9) 矢部正明，塚本英子：各種評価指標を用いた強震記録による非線形地震応答の比較，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 251-258, 2011。